

A. Samartín, J. Martínez y C. Siegrist
Ingenieros de Caminos

Un método de cálculo dinámico de tableros de puentes

Artículo publicado en el n.º 126
de la Revista Hormigón y Acero

1^{er} trimestre 1978

Depósito legal: M. Sep. 853-1958

Un método de cálculo dinámico de tableros de puentes

A. Samartín, J. Martínez y C. Siegrist
Ingenieros de Caminos

INTRODUCCION

1. Frecuentemente en los actuales tableros de puentes, el estudio de su comportamiento bajo ciertas acciones de carácter dinámico puede constituir un importante factor a considerar en el curso del proyecto. Y ello es debido a un progresivo incremento de la esbeltez de los tableros de puentes, determinado por causas múltiples, entre las que pueden citarse las de índole económica y las resultantes de un mejor conocimiento de la fenomenología estructural.

2. Las acciones que son susceptibles de provocar una respuesta dinámica en un puente, son de origen vario: eólicas, sísmicas, impacto, circulación, etc. El carácter errático en su actuación, constituye una característica común a la mayoría de las excitaciones dinámicas y dificulta extraordinariamente una definición determinista adecuada de las mismas.

3. Un método normal de análisis dinámico corresponde al denominado cálculo quasi-estático. Es decir, la respuesta dinámica de una estructura se evalúa como el resultado obtenido de un cálculo estático (sin consideración de las fuerzas de inercia) multiplicado por un coeficiente de mayoración dinámica. De esta forma, se evita el cálculo dinámico de la estructura, en general más complejo, pero exige el conocimiento de los coeficientes de mayoración dinámica. Se comprende que esta técnica de cálculo únicamente traslada toda la problemática del análisis dinámico de una estructura particular a la deducción teórica o experimental del coeficiente de mayoración citado. Este depende de factores muy diversos y heterogéneos, como la intensidad de la acción dinámica y su ley de variación temporal, características estructurales elastodinámicas (períodos de vibración, amortiguamientos o formas de disipación de la energía), ductilidad, etc., siendo, por lo tanto, su valor impreciso al aplicarlo en un análisis quasi-estático específico.

4. Se comprende la necesidad de un cálculo dinámico completo en aquellos casos en los que la imprecisión del análisis quasi-estático es excesiva y se desea, por lo tanto, bien determinar el coeficiente de mayoración o bien el cálculo dinámico directo de la estructura.

El grado de refinamiento de este cálculo dinámico y el modelo estructural a utilizar de -

penderán, entre otros factores, de la importancia de la obra y de las acciones consideradas.

5. El análisis dinámico más simple de una estructura corresponde al cálculo lineal, con amortiguamiento viscoso ortogonal. Únicamente a este tipo de análisis se hace referencia en lo que sigue.

Un primer tipo de resultados importantes de este cálculo está constituido por los modos y frecuencias de vibración (análisis modal). Otros resultados de interés en el proyecto, pueden ser los valores máximos y mínimos de la respuesta dinámica (esfuerzos o desplazamientos) que aparecen en la estructura durante la vibración (espectros de respuesta). Por último, el conocimiento detallado de la variación de la respuesta dinámica a través del tiempo puede ser el objetivo del cálculo en algunos casos especiales (análisis de la historia temporal de la respuesta).

6. Como es bien sabido (1), si se modela la estructura como un sistema dinámico con un número finito de grados de libertad, la ecuación que rige su movimiento es:

$$\underline{\underline{M}} \ddot{\underline{\underline{X}}} + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{\underline{X}}} + \underline{\underline{K}} \underline{\underline{X}} = \underline{\underline{P}}(t) \quad [1]$$

en donde:

$\underline{\underline{K}}$, $\underline{\underline{C}}$ y $\underline{\underline{M}}$ son las matrices de rigidez, amortiguamiento y masa respectivamente de la estructura, $\underline{\underline{P}}(t)$ es el vector de acciones dinámicas y $\underline{\underline{X}}(t)$ es el vector de desplazamientos o movimientos en los grados de libertad, incógnitas.

7. Con respecto a la ecuación anterior [1], conviene recordar el hecho de que las matrices $\underline{\underline{M}}$, $\underline{\underline{C}}$ y $\underline{\underline{K}}$ generalmente proceden de una idealización de una estructura real continua (con masas y rigideces distribuidas) en modelo estructural discreto (con un número finito de grados de libertad). Es importante apuntar aquí, que las matrices $\underline{\underline{K}}$ y $\underline{\underline{M}}$ no es preciso obtenerlas con el mismo grado de aproximación si se desea obtener un mismo nivel de exactitud en los resultados. Es decir, de un modo general, se puede establecer que es suficiente considerar un número de grados de libertad activos menor para la matriz de masas $\underline{\underline{M}}$ que para la matriz de rigidez $\underline{\underline{K}}$, si se intenta una minimización del cálculo para un nivel determinado de bondad en los resultados. Esto explica, asimismo, la utilización frecuente, en los cálculos dinámicos, de la técnica de las masas concentradas frente a la de las masas consistentes, por sus ventajas computacionales evidentes.

8. Con referencia al cálculo de tableros de puentes, el modelo estructural denominado lámina plegada, prismática o no prismática, constituye un esquema suficientemente adecuado para el análisis estático de un número muy variado de secciones transversales (sección losa maciza o aligerada, vigas, cajón uni o multicelular, etc.). Existe numerosa literatura sobre este tipo estructural, (2) a (6), y un estudio comparativo de este modelo estructural con otros modelos más simples de tableros de puentes (Guyon-Massonnet, losa ortótropa, etc.) puede verse en (7).

9. Tras las consideraciones de los dos apartados anteriores ha parecido razonable la utilización de la lámina plegada como método de análisis de tableros de puentes, por su elevado grado de aproximación y universalidad de su aplicación, en comparación al esfuerzo de cálculo que exige.

La matriz de rigidez $\underline{\underline{K}}$ es adecuada, como se ha comprobado en estudios estáticos. Por otra parte, la simplificación introducida de masas concentradas (a lo largo de las aristas) supone una reducción importante del cálculo, y plausiblemente, la aproximación en los resultados no se deteriora. Esta hipótesis se confirmará numéricamente más tarde. En cualquier caso se puede, con objeto de obtener resultados más exactos, introducir en la lámina plegada aristas adicionales "extras" dentro de cada placa, con objeto de modelar mejor la masa distribuida en las masas concentradas de las aristas. Evidentemente el esfuerzo de cálculo se incrementa en

este caso, pero se puede, con una juiciosa selección de la estructura lámina plegada equivalente al tablero real del puente, mantenerlo dentro de límites admisibles.

Con referencia a la matriz de amortiguamiento \underline{C} , como se supone ortogonalidad, no es necesaria su determinación explícita, en el cálculo.

10. La importancia de la simplificación de suponer concentradas las masas en las aristas de la lámina plegada radica en reducir de un modo sustancial la complejidad del cálculo. En efecto, si las masas se considerasen distribuidas en la placa, la rigidez elemental de cada placa ya no sería constante, independiente del período de vibración, y las técnicas normales (solución modal) de resolución del sistema [1] ya no serían aplicables, al menos directamente.

Sin embargo, dentro de un contexto más general y sin referencia expresa a tableros de puentes, se ha estudiado en (8), el análisis dinámico de estos tipos estructurales, sin la simplificación de concentración de masas en las aristas. Conviene, por último, recordar que esta simplificación es similar a la usual en el estudio dinámico de estructuras reticulares en donde las masas de las vigas se reducen a puntos específicos (nudos) de la estructura, obteniéndose, no obstante, resultados adecuados.

11. Los conceptos anteriores, se han aplicado a la estructura lámina plegada prismática, es decir, con sección transversal constante. En este tipo estructural, como es bien sabido, existen cuatro componentes de movimiento a lo largo de cada arista (tres desplazamientos y un giro). Los esfuerzos de interés en cada placa se representan en la Figura 1.

Se supone, con objeto de obtener una solución en serie de Fourier, que el tablero corresponde a un puente simplemente apoyado (apoyos tipo tímpano).

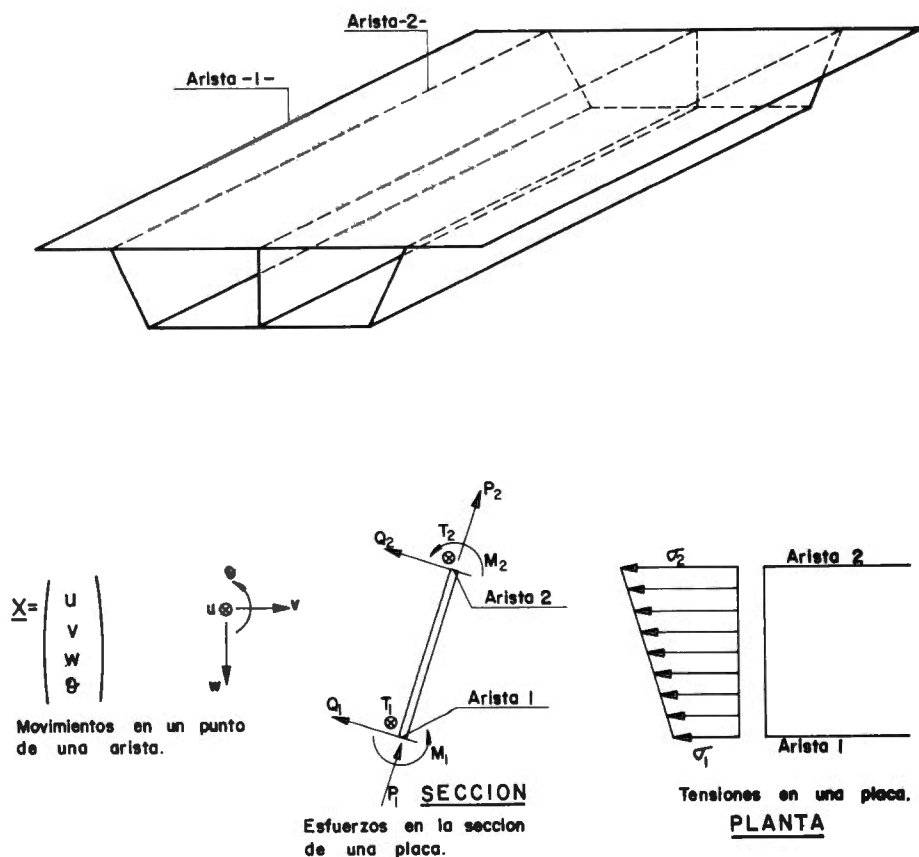


Figura 1

La idea fundamental del cálculo estático de esta estructura tridimensional consiste en reducir la solución final a la superposición de soluciones, cuya variación longitudinal es conocida (funciones trigonométricas). Para cada una de éstas, se puede hacer abstracción de esta variación longitudinal y plantear las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, con las amplitudes de los desarrollos trigonométricos. Es decir, el problema se simplifica y reduce al cálculo de una estructura plana, a la que es posible aplicar toda la técnica de los métodos matriciales de estructuras de barras a la sección transversal.

De este modo es posible incluir dentro de un programa general único, secciones transversales arbitrarias.

Para el cálculo dinámico, se ha procedido de acuerdo con las consideraciones de los apartados anteriores, es decir, introduciendo un número adicional de aristas, en las cuales se suponen concentradas en toda su longitud las masas de la lámina plegada. De esta forma, se obtiene para cada armónico, una ecuación del tipo [1], que se resuelve de la forma habitual. Mediante superposición de los armónicos, que se suponen influyen en el resultado final, se determina la respuesta final de la estructura.

12. Con base a la teoría acabada de esbozar, se ha desarrollado un programa de cálculo en computador que permite el análisis dinámico de láminas plegadas prismáticas y simplemente apoyadas. Una exposición del programa puede verse en (9), por lo que aquí sólo se presentarán algunos resultados obtenidos y su concreta aplicación al cálculo de tableros de puentes.

13. La sección transversal del tablero de puente que se ha estudiado, se representa en la figura 2, y corresponde a dos pasos superiores de la Autopista Bilbao-Zaragoza en su cruce con la Ronda Norte de Zaragoza. Dichos pasos, ejecutados en viga continua, tienen luces máximas de 41 m., por lo que la luz equivalente entre puntos de inflexión del vano mayor, para carga uniforme, es del orden de 25 m. No obstante, en el estudio que se ha hecho, se ha supuesto una luz de 35 m., para obtener unos resultados más representativos, dada la rigidez de la estructura real. La idealización en lámina plegada para el cálculo estático sería inmediata (Fig. 2b) y se puede comparar con la idealización en lámina plegada precisa para el análisis dinámico, donde se comprueba la necesidad de incluir un número adicional de nudos en los que se concentran las masas distribuidas (Fig. 2c).

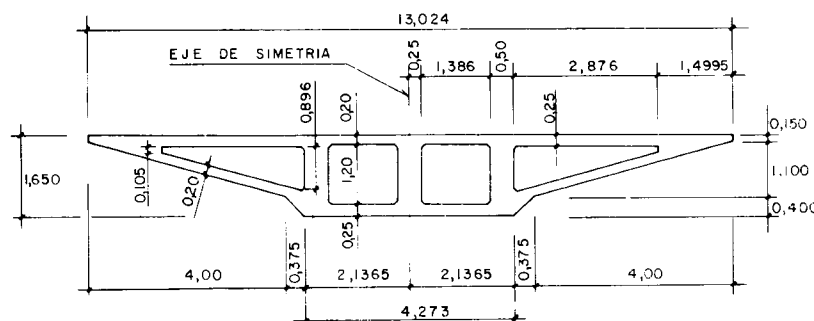
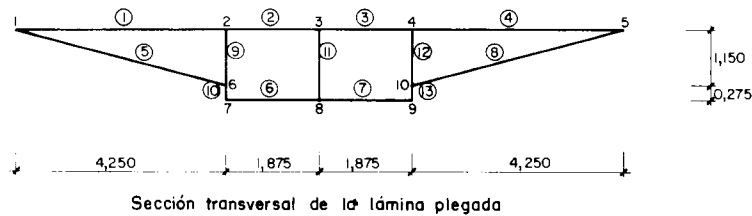


Fig. 2 a

La luz del puente simplemente apoyado es $l = 35,00$ m. y las propiedades del material son:

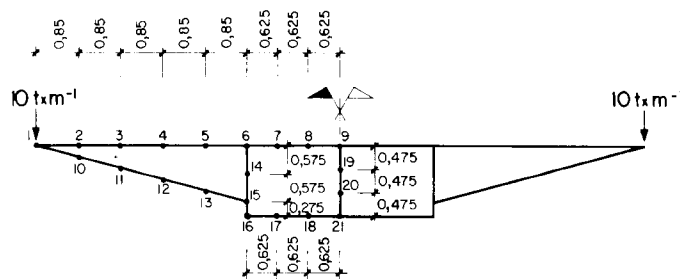


Análisis estático

① → Losa i
j → Arista j

Figura 2b

<u>Losas</u>	<u>Espesor losa</u>	<u>Espesor placa</u>
① y ④	0,250	0,324
② y ③	0,200	0,246
⑤ y ⑧	0,200	0,259
⑥ y ⑦	0,250	0,307
⑨, ⑪ y ⑫	0,500	0,500
⑩ y ⑬	0,750	0,750



Sección trasversal de la lámina plegada

Análisis dinámico

Figura 2c

Módulo de elasticidad $E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de Poisson $\nu = 0,20$

Densidad relativa $\gamma = 2,5$ es decir,

$$\rho = \frac{2,5}{9,8} \text{ t. seg}^2 \cdot \text{m}^{-1}$$

Coefficiente de amortiguamiento (relativo al crítico)

e idéntico para todo el

rango de frecuencias. $\xi = 0,02$

Con estos datos se procede al análisis dinámico lineal del tablero del puente y se presentan algunos ejemplos de aplicación del programa.

14. El primer cálculo usual en el análisis dinámico es la determinación de modos y frecuencias (vibraciones libres no amortiguadas).

Las primeras frecuencias y modos de vibración correspondientes al primer término del desarrollo trigonométrico, se representan en la Figura 3.

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 1 FRECUENCIA 7.3 ESCALA P 1/50

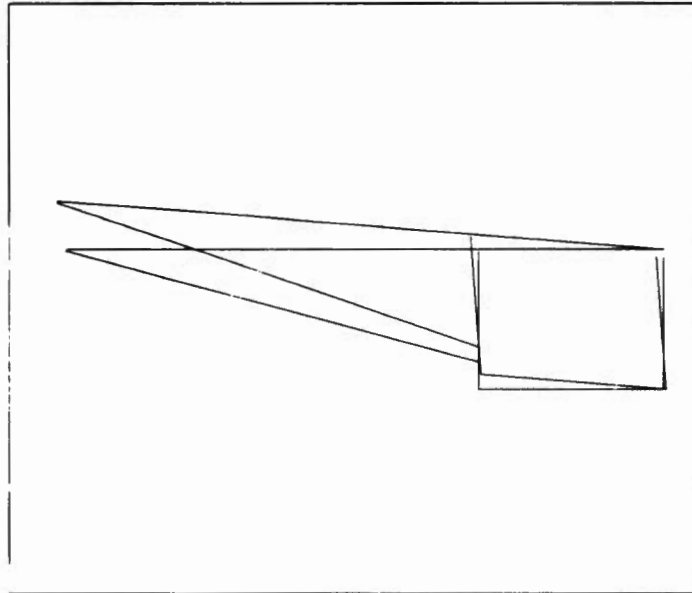
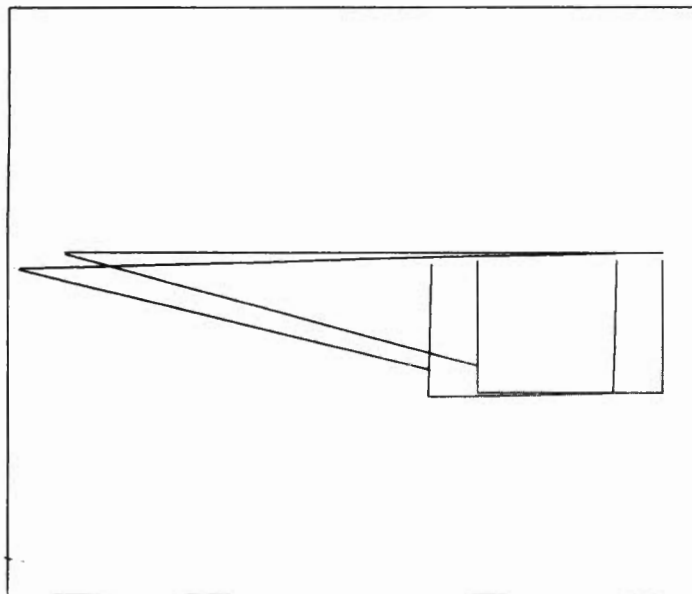


Fig. 3 a

ARMONICO 1 MODO 2 FRECUENCIA 11.8 ESCALA P 1/50



MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 3 FRECUENCIA 44.2 ESCALA 1/50

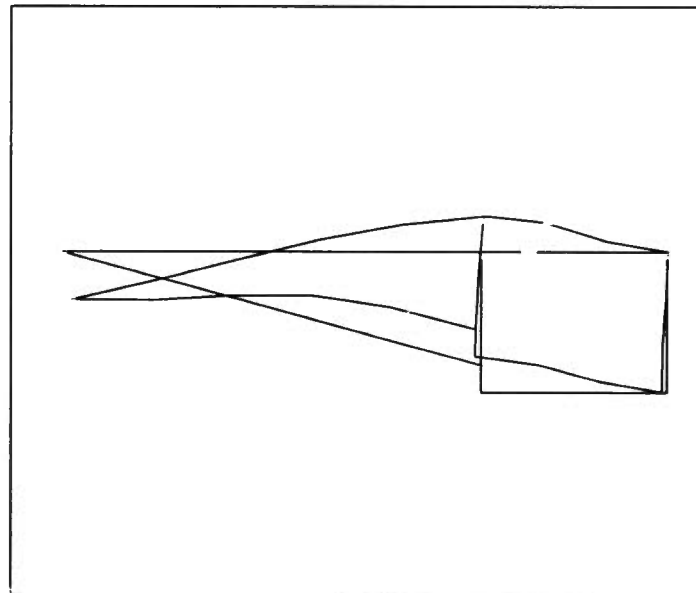
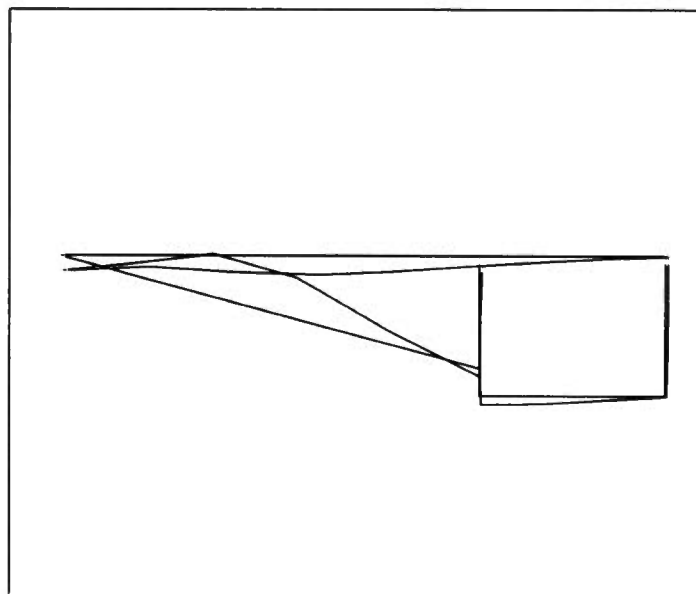


Fig. 3b

ARMONICO 1 MODO 4 FRECUENCIA 55.6 ESCALA 1/50



MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 1 FRECUENCIA 2.4 ESCALA 1/50

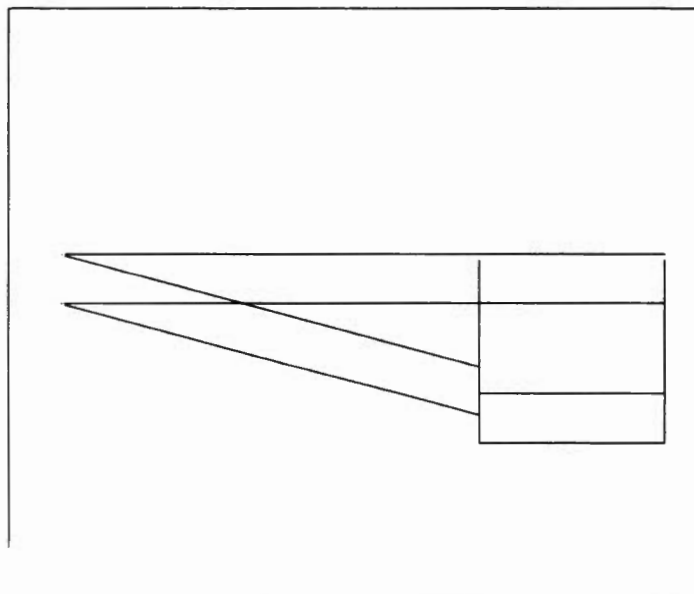
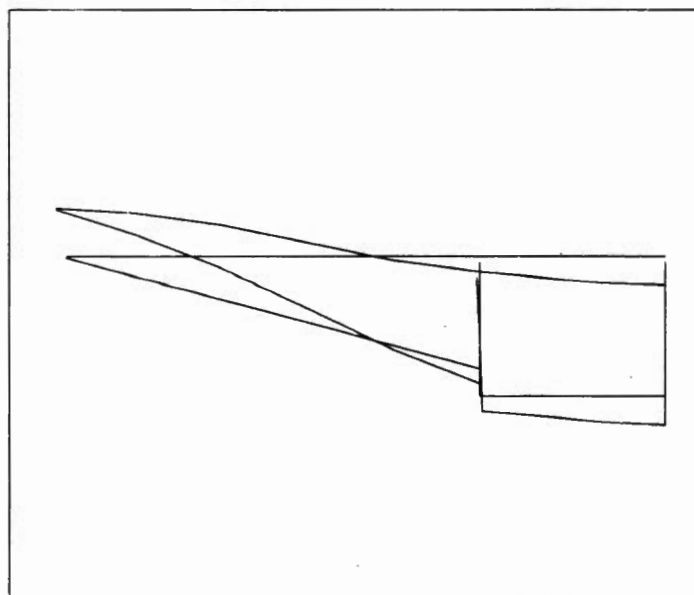


Fig. 3c.

ARMONICO 1 MODO 2 FRECUENCIA 30.3 ESCALA 1/50



MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 1 MOD0 3 FRECUENCIA 49.5 ESCALA 1/50

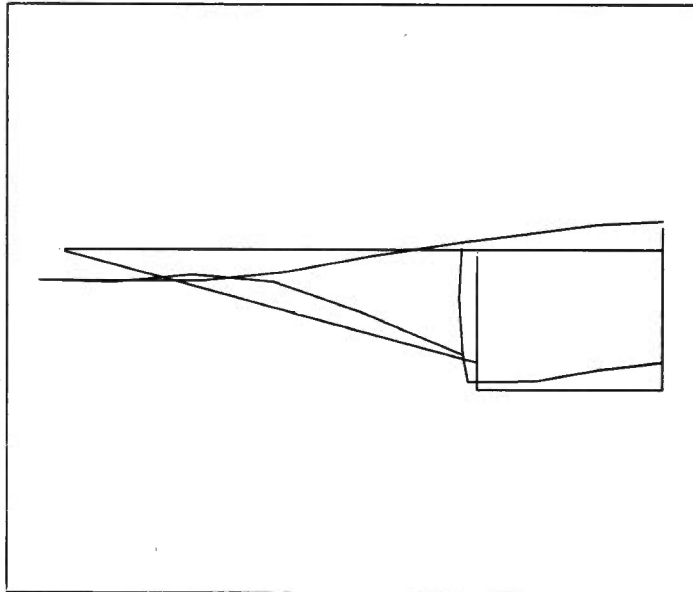
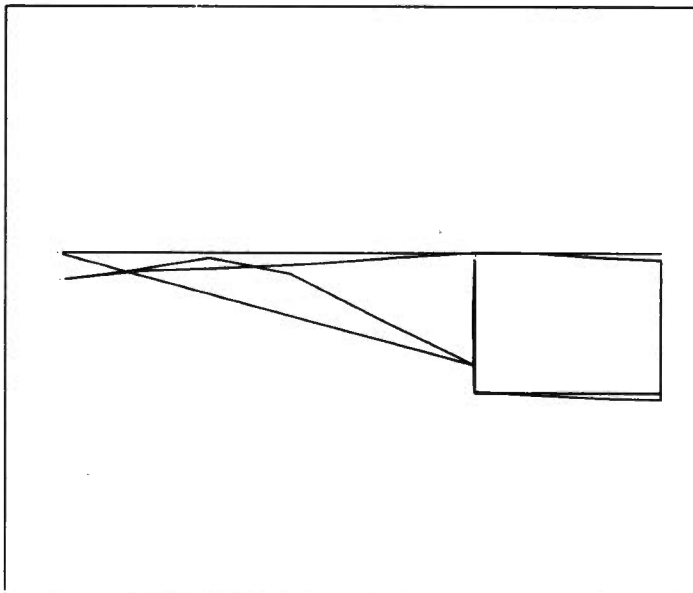


Fig. 3d.

ARMONICO 1 MOD0 4 FRECUENCIA 54.2 ESCALA 1/50



Análogamente en la Figura 4 se indican las primeras frecuencias y correspondientes modos de vibración, considerando el segundo término del desarrollo trigonométrico. Como en la Figura 3, sólo se ha representado aquí la forma del modo en su sección característica (central), siendo su variación longitudinal impuesta por la función trigonométrica $\sin \frac{n \pi x}{l}$ ($n = 1$)

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS

ARMÓNICO 3 MODO 1 FRECUENCIA 19.8 ESCALA 1/50

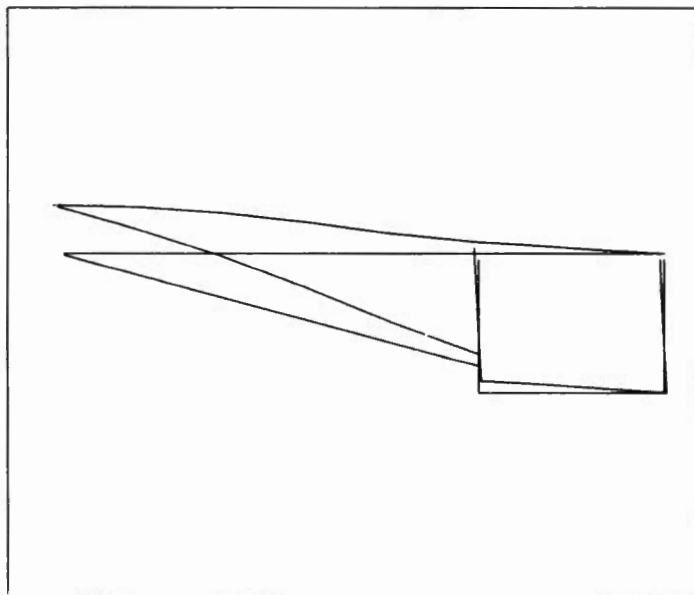
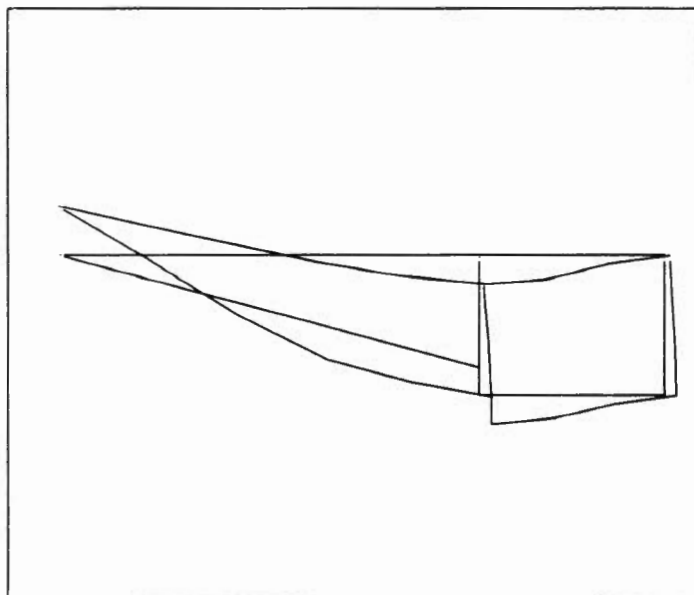


Fig. 4a

ARMÓNICO 3 MODO 2 FRECUENCIA 49.5 ESCALA 1/50



MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 3. MODO 3 FRECUENCIA 56.4 ESCALA 1/50

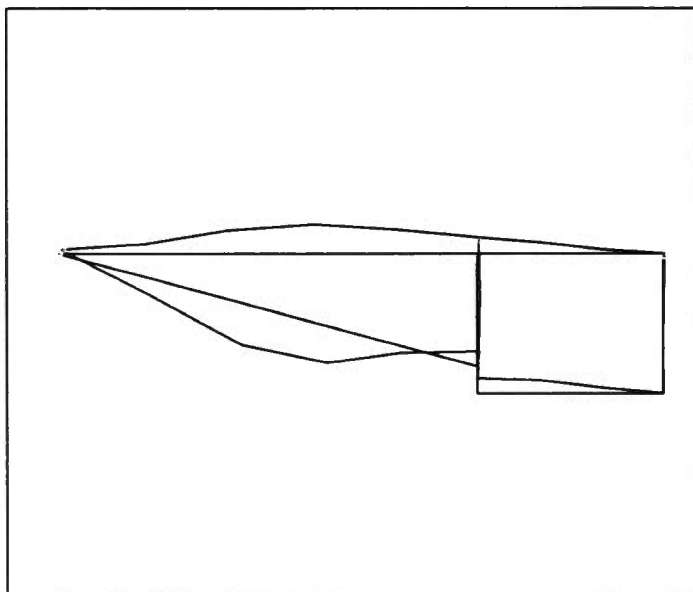
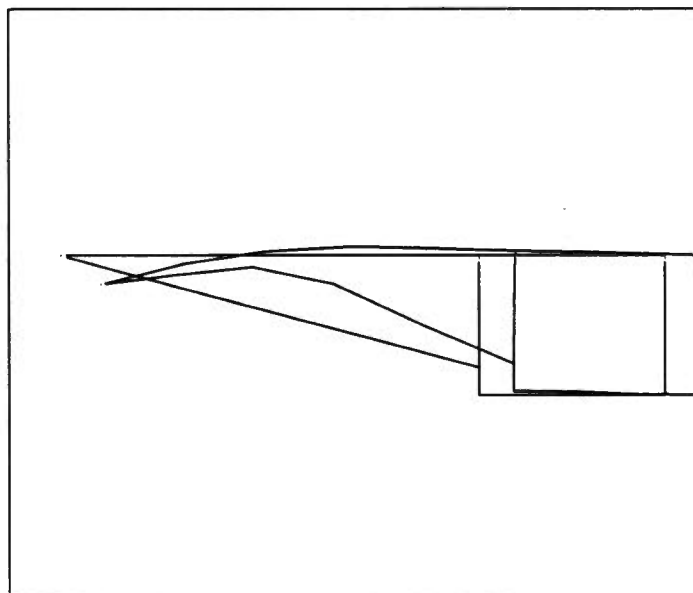


Fig. 4b.

ARMONICO 3. MODO 4 FRECUENCIA 62.0 ESCALA 1/50



MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 3 MODO 1 FRECUENCIA 16.8 ESCALA 1/50

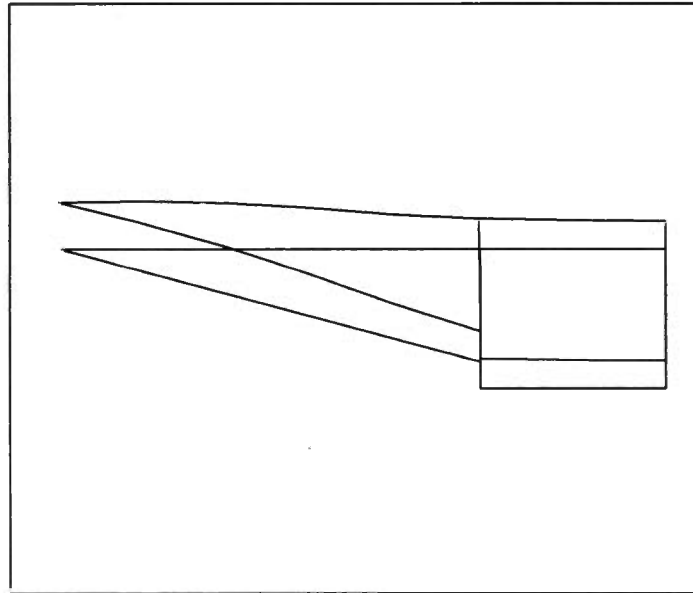
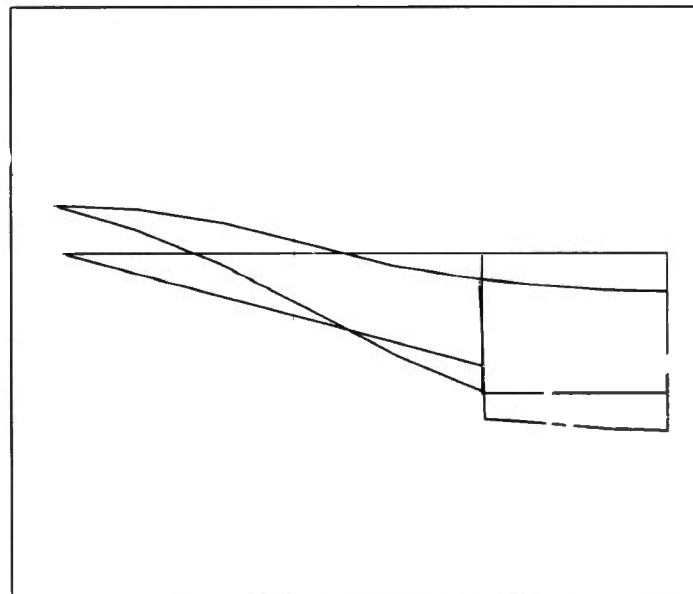


Fig. 4c.

ARMONICO 3 MODO 2 FRECUENCIA 36.4 ESCALA 1/50



MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 3 MODO 3 FRECUENCIA 54.9 ESCALA 1/50

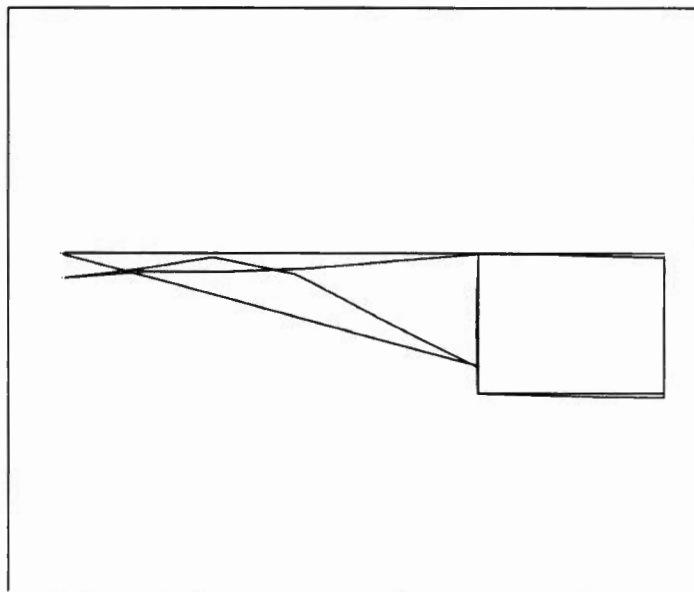
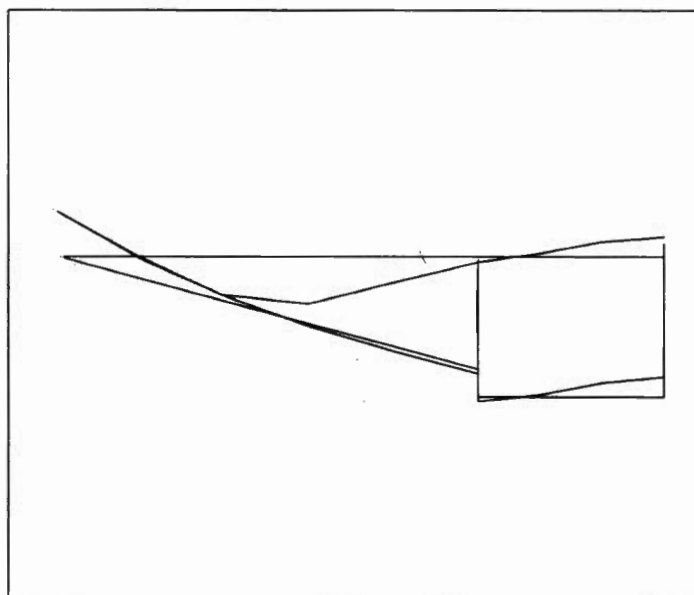


Fig. 4d.

ARMONICO 3 MODO 4 FRECUENCIA 67.8 ESCALA 1/50



= 1, 2, 3) que corresponda.

Se observa que, a efectos de cálculo, ha parecido conveniente separar los modos de vibración simétricos y antisimétricos respecto a la recta A-A' de la sección transversal.

Entre los primeros se encuentra el modo de flexión del tablero como viga recta y entre los segundos el modo de torsión como viga. Es interesante comparar aquí estos resultados, que pueden obtenerse de la teoría elemental de vibración de vigas, con los deducidos mediante el análisis de lámina plegada.

a) Frecuencia fundamental del modo de flexión como viga:

$$f_F = \frac{\omega_F}{2\pi} = \frac{\pi}{2l^2} \left(\frac{EI}{\rho A} \right)^{1/2}$$

con A, I, área e inercia de la sección transversal que en este caso es:

$$A = 7,5337 \text{ m}^2$$

$$I = 2,16037 \text{ m}^4$$

con lo que resulta $f_F = 2,35 \text{ seg}^{-1}$

b) Frecuencia fundamental del modo de torsión como viga.

$$f_t = \frac{W_T}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{GJ}{I_p \cdot l^2 \cdot \rho}}$$

$$\text{con } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

J, módulo de torsión.

I_p , momento de inercia polar por unidad de longitud.

En este caso:

$$J = \frac{4 A^2}{\oint \frac{ds}{t}} = 4,60514 \text{ m}^4; \quad \tilde{I}_p = I_{xx} + I_{yy} = 79,27062 \text{ m}^4$$

Por lo tanto:

$$f_T = 7,62 \text{ seg}^{-1}$$

Los resultados deducidos como lámina plegada son:

$$f_F = 2,1 \text{ y } f_T = 7,3$$

15. Si la carga actuante es conocida determinísticamente, la historia temporal de la respuesta se obtiene según los métodos típicos de resolución modal de la ecuación [1].

Por ejemplo, suponiendo la actuación de una carga vertical uniforme a lo largo de los extremos de ambos voladizos del tablero, con una intensidad que varía a lo largo del tiempo según se indica en la figura 5, para dos hipótesis teóricas idealizadas que se presentan a efectos comparativos. Evidentemente, en una situación real, si se conociese la variación temporal de la carga excitación como una función arbitraria del tiempo, el programa permite su tratamiento, ya que realiza numéricamente el análisis de las integrales de Duhamel resultantes. El valor máximo de esta intensidad de la carga se supone aquí de 10 tm^{-1}

Los resultados que se presentan en las figuras 6 y 7 corresponden a la variación temporal de dos componentes particulares de la respuesta dinámica, concretamente de la flecha vertical en el nudo 1 y en el momento flector en el nudo 9, según la numeración de la lámina plegada indicada en la figura 2c.

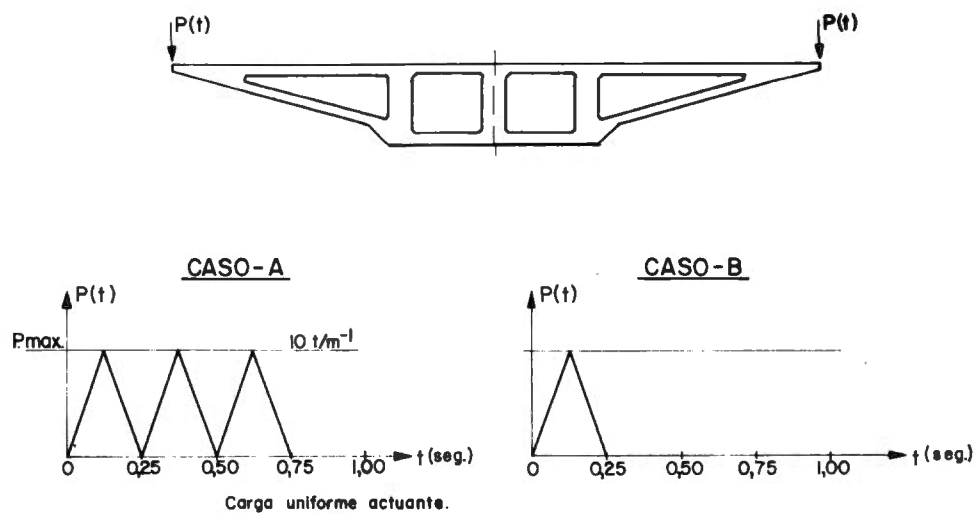


Figura 5

ARISTA 1 DEFORMACION CY

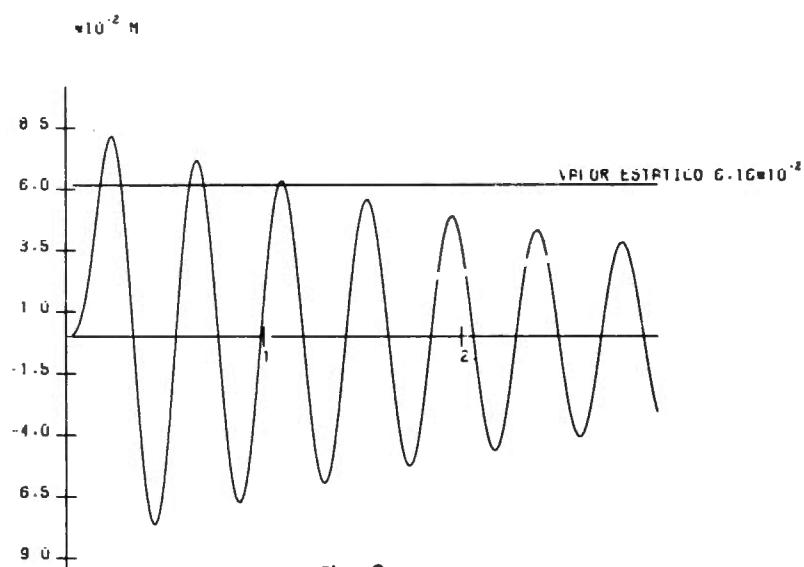


Fig. 6a

ARISTA 1 DEFORMACION CY

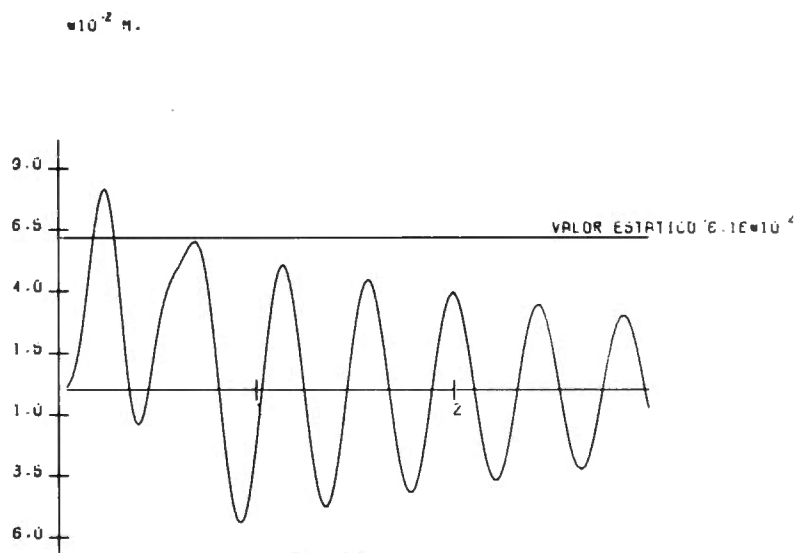


Fig. 6b

Se comprueba el mayor efecto dinámico del caso A en comparación al caso B, lo que es evidente al transmitir el primero más energía al puente. Por otro lado, esta magnificación dinámica puede ser importante incluso si se considera, como en el ejemplo, cierto grado de amortiguamiento viscoso. Naturalmente estos resultados suponen un comportamiento lineal y elástico de la estructura en todo instante.

16. A veces sólo interesa conocer los valores máximos (en valor absoluto) de la respuesta y se evita entonces, el esfuerzo computacional que exige el tipo de resultados presentados en el apartado anterior. Esto es particularmente importante en el caso de acciones sísmicas, que con la introducción del concepto de espectro de respuesta de la pseudo-velocidad $S_V(\xi, w)$ permite un ahorro importante de cálculo.

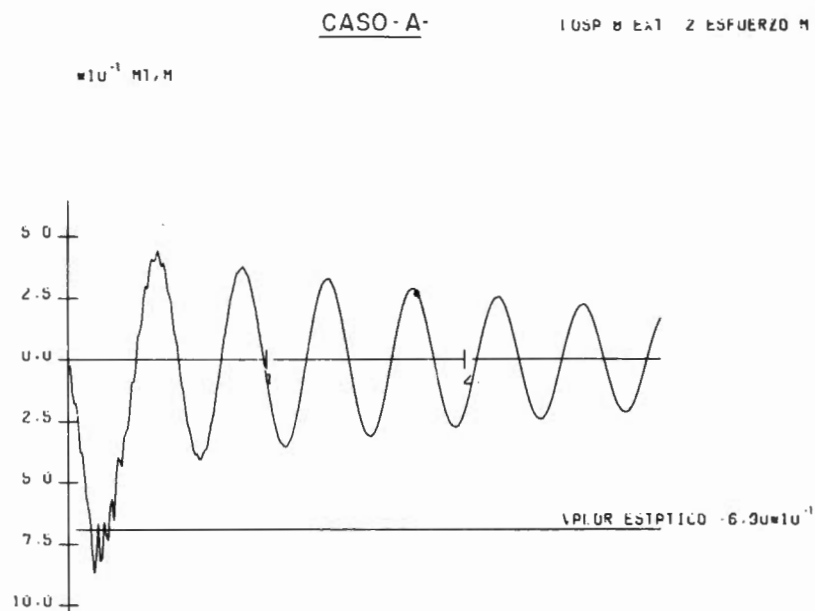


Fig. 7 a

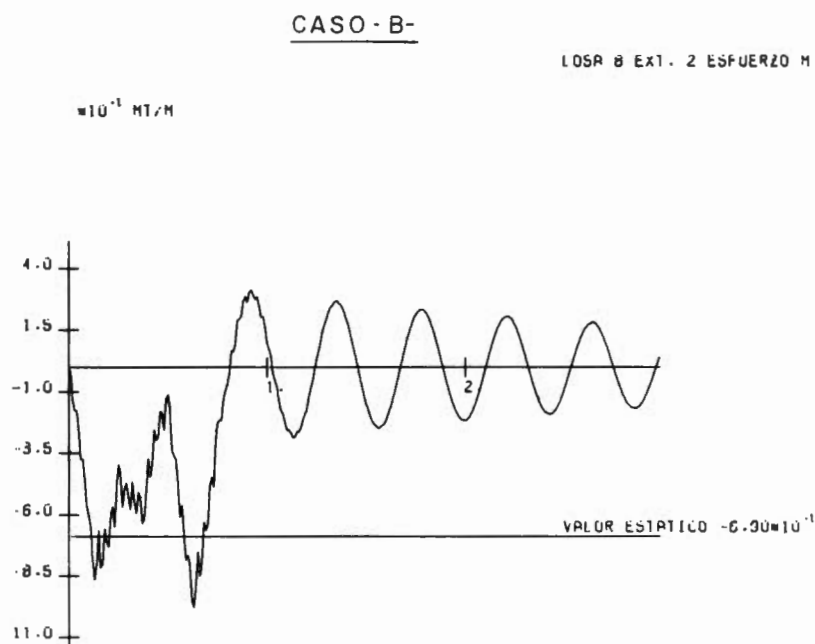


Fig. 7 b

La extensión de este procedimiento de análisis al caso de láminas plegadas es inmediata.

En efecto, para el armónico n , sea el modo m -simo de dicho armónico, ϕ_{nm} correspondiente a la pulsación ω_{nm} . Se puede escribir entonces para el vector desplazamiento máximo $\underline{X}_{n,m \text{ máx}}$:

$$\underline{X}_{n, m \text{ máx}} = \phi_{n, m} \frac{\ell_{nm}}{M_{nm}^* \omega_{nm}} S_V(\xi, \omega_{nm})$$

con $\ell_{nm} = \phi_{nm}^T \underline{M} \underline{r}_n$ el factor sísmico modal; $M_{nm}^* = \phi_{nm}^T \underline{M} \cdot \phi_{nm}$

y \underline{r}_n es el vector de influencia de desplazamientos pseudo-estáticos para el armónico n .

En el caso de una excitación sísmica vertical de un apoyo, por un terremoto de espectro de pseudo velocidad $S_V(\xi, \omega)$ el vector \underline{r}_n viene dado por la expresión:

$$\underline{r}_n = \begin{bmatrix} \underline{r}_n^{(1)} \\ \underline{r}_n^{(2)} \\ \vdots \\ \underline{r}_n^{(K)} \end{bmatrix}$$

con K , número de aristas, y $\underline{r}_n^{(i)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ a_n \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4 \times 1)$

$$\text{siendo } a_n = \frac{2}{\ell} \int_0^\ell \frac{x}{\ell} \sin \frac{n \pi x}{\ell} dx$$

Si el terremoto actuase en ambos apoyos simultáneamente, con una aceleración vertical, entonces el valor de a_n se debería modificar al siguiente

$$a_n = \frac{2}{\ell} \int_0^\ell \sin \frac{n \pi x}{\ell} dx$$

Es posible generalizar las fórmulas anteriores al caso de otros tipos de acciones sísmicas estructurales.

17. Se considera el espectro de respuesta de pseudovelocidad de un terremoto representado en la figura 8. Este espectro de un movimiento sísmico corresponde a una versión muy idealizada de los espectros medios de Houssner y otros. Se utiliza aquí, multiplicado por un factor de 10, únicamente a efectos ilustrativos. Se supone que actúa simultáneamente sobre ambos apoyos imprimiendo una aceleración vertical al tablero, obteniéndose los siguientes resultados, deducidos a partir de $n = 1$ y $m = 1, 2$ y 3 ; $n = 3$ y $m = 1, 2$ y 3 , con la regla de composición de la raíz cuadrada de suma de cuadrados, (RSM). Esta regla es adecuada si los valores de las frecuencias están bastante diferenciados entre sí, en caso contrario se adoptaría la suma de valores absolutos de las respuestas máximas de cada modo, (ABSOLUTOS).

Resultados de esfuerzos y movimientos, que aparecen en el tablero, suponiendo la regla de composición RMS, se presentan en las tablas 1 y 2. Si se utilizara la regla de composición ABSOLUTOS los anteriores valores se transformarían en los que se indican en las tablas 3 y 4.

TABLA-I-

EJEMPLOS RESULTANTES
CÁLCULO DINÁMICO-RSP

PUENTE-LAH. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

LÓSA	1	.1250L		.2500L		.3750L		.5000L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
L05A	M	.00	.00	.01	1.44	.55	1.95	.66	2.35
	C	.00	.00	1.00	1.20	1.65	1.99	2.33	2.76
	T	4.11	8.77	38.38	6.25	29.79	17.33	1.99	2.33
	P	.00	.00	13.51	12.36	18.26	22.17	25.96	.00
	S	.00	.00	713.00	7.08.13	1314.93	1305.82	1717.48	1859.60
L05B	M	.00	.00	1.44	1.54	1.95	2.13	2.36	2.58
	C	.00	.00	.00	.14	.21	.21	.27	.30
	T	8.23	28.82	6.30	26.36	5.82	21.23	5.30	.00
	P	.00	.00	12.13	11.77	16.78	17.10	20.42	21.13
	S	.00	.00	738.14	713.94	1305.83	1316.01	1705.55	1718.74
L05C	M	.00	.00	1.55	.75	2.12	1.05	2.58	1.29
	C	.00	.00	.00	.64	1.27	1.27	1.53	1.53
	T	28.51	61.83	26.06	59.35	25.16	45.20	11.09	24.99
	P	.00	.00	11.83	12.71	17.19	21.10	24.31	24.31
	S	.00	.00	713.94	733.61	1316.00	1345.63	1718.72	1757.17
L05D	M	.00	.00	.75	.87	1.05	1.19	1.28	1.45
	C	.00	.00	1.00	1.90	2.64	2.64	3.21	3.73
	T	63.93	152.51	56.42	92.75	45.18	71.07	24.98	38.71
	P	.00	.00	12.72	15.73	15.39	21.75	24.28	31.05
	S	.00	.00	733.61	758.64	1345.62	1393.19	1757.15	1821.42
L05E	M	.00	.00	.87	3.27	1.19	4.65	1.44	5.73
	C	.00	.00	2.83	2.83	4.36	4.36	5.01	5.01
	T	15.40	138.63	92.66	127.78	71.99	98.03	38.67	53.77
	P	.00	.00	15.12	12.78	21.77	31.28	30.07	38.49
	S	.00	.00	758.65	798.85	1393.20	1465.42	1821.43	1912.26
L05F	M	.00	.00	.37	.34	.51	.05	.64	.72
	C	.00	.00	.47	.47	.74	.74	.93	.93
	T	1.12	14.57	8.09	13.34	7.15	12.30	6.07	5.85
	P	.00	.00	22.21	21.64	35.25	35.24	44.23	44.75
	S	.00	.00	855.18	876.18	1476.09	1478.86	1926.02	1929.79
L05G	M	.00	.00	.34	.10	.05	.12	.06	.14
	C	.00	.00	.09	.09	.12	.12	.14	.14
	T	14.51	27.18	13.29	34.51	10.26	26.43	5.84	14.36
	P	.00	.00	21.64	22.38	35.24	36.22	44.75	46.00
	S	.00	.00	876.18	814.72	1478.85	1493.07	1926.02	1948.30
L05H	M	.00	.00	.10	.44	.12	.68	.14	.85
	C	.00	.00	.57	.57	.93	.93	1.13	1.13
	T	37.12	67.75	34.46	56.00	26.35	42.98	14.34	23.65
	P	.00	.00	22.38	23.53	36.22	38.21	46.00	51.26
	S	.00	.00	814.72	828.69	1493.09	1513.47	1948.33	1981.72
L05I	M	.00	.00	.44	.74	.55	.59	.66	1.19
	C	.00	.00	1.13	1.31	1.75	1.75	2.10	2.10
	T	42.03	64.32	38.01	58.95	29.72	45.48	17.39	25.13
	P	.00	.00	11.67	11.17	18.52	18.38	24.31	24.31
	S	.00	.00	635.72	370.93	1284.47	685.10	1679.03	855.11
L05J	M	.00	.00	.74	.74	.55	.59	.66	1.19
	C	.00	.00	1.31	1.31	1.75	1.75	2.10	2.10
	T	42.03	64.32	38.01	58.95	29.72	45.48	17.39	25.13
	P	.00	.00	11.67	11.17	18.52	18.38	24.31	24.31
	S	.00	.00	635.72	370.93	1284.47	685.10	1679.03	855.11

TABLA - I - (Cont.)

PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

ESFUERZOS RESULTANTES
CÁLCULO DINÁMICO-RSM

	*1250L		*2500L		*3750L		*5000L	
	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 11								
C	74	1.37	145	1.45	1.19	1.76	1.40	2.56
T	38	38	52	52	64	64	74	74
F	58.57	67.22	85.84	51.77	25.71	29.23	40	40
S	11.37	11.37	15.53	11.37	18.80	13.68	21.97	16.12
	370.66	54.93	684.79	93.55	894.71	127.39	968.45	138.73
LOSA 12								
C	1.57	64	146	90	1.76	1.10	2.66	1.28
T	50	50	63	63	74	74	89	89
F	67.20	63.32	51.74	48.74	29.02	27.22	16.53	10.59
S	8.71	5.93	11.69	7.46	18.05	8.77	138.35	691.55
	54.82	266.61	97.93	489.00	127.02	638.09		
LOSA 13								
C	64	53	71	71	1.10	.85	1.27	1.00
T	1.33	1.33	1.83	1.83	2.22	2.22	2.58	2.58
F	47.21	47.21	36.41	36.41	27.22	20.26	16.53	10.59
S	6.12	3.92	7.79	4.33	9.17	4.72	11.02	6.12
	266.79	588.27	486.30	1082.44	638.48	1413.25	651.98	1530.80
LOSA 14								
C	53	2.36	71	3.33	.85	4.58	1.00	4.71
T	2.68	2.68	2.98	3.67	3.67	3.67	4.21	4.21
F	47.31	18.69	36.41	20.30	20.30	8.00	6.00	6.00
S	4.06	2.83	4.61	2.45	5.10	2.46	6.52	3.75
	538.44	923.16	1082.74	1693.50	1413.64	2211.15	1531.22	2394.67
LOSA 15								
C	2.96	.97	4.15	1.28	5.06	1.53	5.86	1.92
T	3.47	3.47	4.26	4.98	6.13	6.13	7.05	7.05
F	135.52	157.74	104.22	121.42	57.96	67.85	5.00	5.00
S	4.21	1.14	6.44	.15	8.02	.17	9.11	.22
	733.22	67.79	1435.23	125.02	1878.41	163.29	2035.39	176.80
LOSA 16								
C	57	1.54	1.23	1.59	1.53	1.99	1.91	2.25
T	3.46	3.46	4.97	6.97	6.12	6.12	7.03	7.03
F	157.69	177.05	121.58	77.52	67.83	54.76	5.00	5.00
S	1.27	2.88	1.92	4.24	2.40	5.25	2.72	5.99
	68.18	914.11	125.63	1593.14	144.17	2266.85	177.75	2350.22
LOSA 17								
C	1.36	.25	1.80	.15	2.16	.10	2.55	.27
T	5.52	5.52	6.86	6.86	7.97	7.97	9.27	9.27
F	185.86	95.78	112.24	77.72	62.80	41.19	5.00	5.00
S	.97	.88	1.15	1.38	1.31	1.75	1.63	1.95
	919.23	1335.88	1692.01	2446.86	2259.28	3194.63	2392.87	3440.36
LOSA 18								
C	.25	.13	.27	.16	.12	.18	.28	.22
T	.33	.33	.36	.26	.39	.29	.51	.40
F	95.80	51.29	73.71	30.47	41.25	22.54	9.25	4.85
S	5.41	3.46	6.84	1.84	7.50	3.62	9.25	4.85
	1322.01	1333.78	2451.77	2446.86	3200.92	3198.77	3467.72	3440.36
LOSA 19								
C	.13	.26	.16	.16	.18	.22	.22	.22
T	.60	.60	.74	.74	.92	.92	1.10	1.10
F	51.40	7.22	36.64	5.48	22.10	3.19	1.00	1.00
S	3.85	2.75	3.84	.36	3.84	1.00	4.88	3.34
	1313.79	1336.24	2412.63	2446.86	3158.09	3441.02	3420.46	3441.02

TABLA - I - (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES CÁLCULO DINÁMICO-RSH		PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECIAL. SIM.									
		+250L		+125+L		+250L		+375+L		+500+L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 19	M	.00	.00	.24	.99	.33	1.44	.39	1.79	.46	2.04
	Q	.00	.00	1.20	1.20	1.00	1.60	2.24	2.24	2.54	2.54
	T	8.00	40.00	7.36	36.78	5.69	28.29	3.26	15.73	.00	.00
	P	.00	.00	2.75	2.98	2.36	2.81	1.90	2.64	3.34	3.98
	S	.00	.00	1356.24	1310.72	2405.45	2412.59	3141.03	3149.63	3401.81	3411.21
LOSA 20	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	67.74	73.43	55.96	67.57	42.95	51.92	23.62	28.76	.00	.00
	P	.00	.00	1.13	.25	1.72	.62	2.17	.54	2.43	.64
	S	.00	.00	850.43	134.00	1400.54	185.97	1931.51	241.54	2093.10	263.01
LOSA 21	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	73.42	66.45	67.56	61.11	51.92	46.99	28.75	26.10	.00	.00
	P	.00	.00	.29	1.17	1.44	1.61	.54	2.28	.62	2.56
	S	.00	.00	153.48	601.48	185.30	1108.98	240.67	1448.41	262.55	1568.34
LOSA 22	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	66.52	36.85	61.17	36.65	47.33	28.16	26.13	15.65	.00	.00
	P	.00	.00	.70	1.81	1.06	2.78	1.33	3.48	1.50	3.93
	S	.00	.00	643.81	1337.95	1109.54	2408.45	1449.17	3144.96	1569.16	3406.06

TABLA-2-

TABLA-2- (Cont.)

CORRIPIENTOS EN LAS ARISTAS CALCULO DINAMICO-RSM				PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.				CORRIPIENTOS EN LAS ARISTAS CALCULO DINAMICO-RSM				PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.			
ARISTA	DZ	DY	DG	.125+L	.375+L	.500+L	.250+L	ARISTA	DZ	DY	DG	.125+L	.375+L	.500+L	.250+L
ARISTA 1								ARISTA 1C							
C2	.000	.146+03	.227+03	.227+03	.286+03	.321+03	.221+03	DZ	.000	.177+03	.266+03	.177+03	.332+03	.376+03	.266+03
DY	.000	.626+01	.116+00	.116+00	.151+00	.164+00	.164+00	DY	.000	.626+01	.116+00	.116+00	.151+00	.164+00	.116+00
DG	.000	.631+02	.481+02	.481+02	.262+02	.223+08	.223+08	DG	.000	.367+02	.262+02	.339+02	.180+02	.121+08	.262+02
	.000	.628+04	.661+04	.661+04	.694+04	.934+04	.934+04		.000	.337+04	.271+04	.337+04	.183+04	.381+04	.271+04
ARISTA 2								ARISTA 11							
DZ	.000	.132+03	.207+03	.207+03	.262+03	.293+03	.293+03	DZ	.000	.176+03	.262+03	.176+03	.325+03	.370+03	.262+03
DY	.000	.626+01	.116+00	.116+00	.151+00	.164+00	.164+00	DY	.000	.626+01	.116+00	.116+00	.151+00	.164+00	.116+00
DG	.000	.621+02	.480+02	.480+02	.260+02	.223+08	.223+08	DG	.000	.365+02	.262+02	.339+02	.180+02	.121+08	.262+02
	.000	.632+04	.649+04	.649+04	.630+04	.918+04	.918+04		.000	.359+03	.231+03	.359+03	.285+03	.326+03	.231+03
ARISTA 3								ARISTA 12							
DZ	.000	.119+03	.198+03	.198+03	.239+03	.266+03	.266+03	DZ	.000	.129+03	.192+03	.129+03	.240+03	.273+03	.192+03
DY	.000	.625+01	.116+00	.116+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.624+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.632+02	.480+02	.480+02	.262+02	.223+08	.223+08	DG	.000	.353+02	.262+02	.339+02	.180+02	.121+08	.262+02
	.000	.638+04	.667+04	.667+04	.629+03	.977+03	.977+03		.000	.331+03	.469+03	.331+03	.575+03	.684+03	.469+03
ARISTA 4								ARISTA 13							
DZ	.000	.135+03	.168+03	.168+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03
ARISTA 5								ARISTA 14							
DZ	.000	.143+03	.182+03	.182+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03
ARISTA 6								ARISTA 15							
DZ	.000	.143+03	.182+03	.182+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03
ARISTA 7								ARISTA 16							
DZ	.000	.143+03	.182+03	.182+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03
ARISTA 8								ARISTA 17							
DZ	.000	.143+03	.182+03	.182+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03
ARISTA 9								ARISTA 18							
DZ	.000	.143+03	.182+03	.182+03	.213+03	.237+03	.237+03	DZ	.000	.163+04	.249+04	.163+04	.307+03	.320+03	.249+04
DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.163+00	DY	.000	.626+01	.115+00	.115+00	.151+00	.163+00	.115+00
DG	.000	.645+02	.494+02	.494+02	.267+02	.230+08	.230+08	DG	.000	.366+02	.267+02	.323+02	.179+02	.126+08	.267+02
	.000	.629+03	.625+03	.625+03	.623+03	.901+03	.901+03		.000	.342+03	.469+03	.342+03	.621+03	.621+03	.469+03

TABLA -2- (Cont.)

DEFORMACIONES EN LAS ARISTAS CALCULO DINAMICO.REP		PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.				
		.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 19						
	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.620-01	.115-00	.150-00	.162-00
	DX	.569-03	.894-03	.685-03	.372-03	.321-00
	DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 20						
	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.620-01	.115-00	.150-00	.162-00
	DX	.583-02	.539-02	.412-02	.223-02	.192-00
	DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 21						
	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.620-01	.115-00	.150-00	.162-00
	DX	.127-01	.117-01	.895-02	.464-02	.416-00
	DG	.000	.000	.000	.000	.000

TABLA-3-

PUENTE-LAP. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL- SIM.

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO-ABSOLUTOS

LOSA	1	+GCD=1		+125%L		+250%L		+375%L		+500%L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 1	M	.00	.00	.67	2.20	.62	2.73	.81	2.83	1.13	3.86
	Q	.00	.00	1.87	1.87	2.31	2.31	2.40	2.40	3.27	3.27
	T	49.60	12.18	41.41	8.15	35.07	8.61	23.40	7.76	.00	.00
	P	.00	.00	20.97	18.79	25.84	23.43	26.79	24.49	36.55	33.13
	S	.00	.00	763.64	756.20	1352.32	1343.41	1737.91	1726.10	1912.46	1855.87
LOSA 2	M	.00	.00	2.20	2.34	2.73	2.93	2.84	3.08	3.86	4.15
	Q	.00	.00	.25	.25	.31	.31	.32	.32	.44	.44
	T	12.26	31.58	8.21	27.53	8.67	22.33	7.81	13.73	.00	.00
	P	.00	.00	18.88	18.26	23.49	23.17	24.53	24.92	33.22	33.24
	S	.00	.00	756.22	766.57	1343.43	1357.26	1726.11	1741.31	1899.89	1919.45
LOSA 3	M	.00	.00	2.34	1.89	2.93	1.40	3.08	1.50	4.15	1.99
	Q	.00	.00	1.47	1.47	1.40	1.80	1.86	1.86	2.55	2.55
	T	31.50	65.92	27.43	59.82	22.27	46.61	11.72	26.33	.00	.00
	P	.00	.00	18.31	19.24	23.40	25.63	24.92	28.03	33.05	36.25
	S	.00	.00	766.57	792.84	1357.25	1394.57	1741.29	1783.99	1919.44	1972.22
LOSA 4	M	.00	.00	1.89	1.37	1.40	1.69	1.50	1.75	1.98	2.39
	Q	.00	.00	2.50	2.50	3.64	3.64	3.83	3.63	5.15	5.15
	T	65.83	106.55	59.77	95.13	46.55	75.34	26.24	44.11	.00	.00
	P	.00	.00	16.38	22.20	25.66	37.41	28.03	33.99	36.29	43.00
	S	.00	.00	792.84	826.63	1394.56	1456.84	1783.97	1855.26	1972.21	2060.39
LOSA 5	M	.00	.00	1.37	4.91	1.69	6.29	1.75	6.70	2.39	8.49
	Q	.00	.00	4.17	4.17	5.41	5.41	5.83	5.83	7.65	7.65
	T	106.38	149.86	94.98	132.17	75.22	105.97	44.01	63.63	.00	.00
	P	.00	.00	22.25	27.09	30.45	37.52	34.02	42.98	43.07	53.63
	S	.00	.00	836.65	900.34	1456.87	1546.25	1655.28	1556.75	2060.32	2186.72
LOSA 6	M	.00	.00	.52	.08	.68	.05	.74	.08	.97	.12
	Q	.00	.00	.77	.77	1.01	1.01	1.09	1.09	1.43	1.43
	T	17.01	17.01	10.05	14.32	10.17	12.33	8.71	7.91	.00	.00
	P	.00	.00	32.23	31.64	44.58	44.20	50.15	50.03	63.45	62.31
	S	.00	.00	536.62	908.53	1559.74	1560.38	1972.10	1974.68	2205.41	2206.71
LOSA 7	M	.00	.00	.08	.18	.09	.20	.08	.19	.12	.28
	Q	.00	.00	.17	.17	.19	.19	.19	.15	.27	.27
	T	16.98	39.43	14.27	35.31	12.01	27.88	7.92	16.21	.00	.00
	P	.00	.00	31.65	32.06	44.21	45.12	50.03	51.31	62.52	63.81
	S	.00	.00	908.54	918.96	1560.38	1576.65	1974.68	1994.32	2206.72	2259.72
LOSA 8	M	.00	.00	.18	.66	.20	.88	.19	.97	.28	1.25
	Q	.00	.00	.83	.63	1.14	1.14	1.28	1.28	1.62	1.62
	T	39.32	66.45	35.24	58.22	27.80	46.99	16.14	28.60	.00	.00
	P	.00	.00	32.06	33.50	45.15	47.37	51.35	54.53	63.45	67.00
	S	.00	.00	918.97	941.45	1576.68	1638.92	1994.32	2031.26	2259.76	2275.21
LOSA 9	M	.00	.00	.67	1.14	.80	1.40	.61	1.45	1.13	1.96
	Q	.00	.00	2.55	2.05	2.49	2.49	2.56	2.56	3.53	3.53
	T	49.50	73.12	41.33	62.46	35.00	51.71	23.35	33.37	.00	.00
	P	.00	.00	21.54	17.51	26.03	21.54	27.61	22.29	36.91	30.44
	S	.00	.00	730.27	380.34	1311.28	692.46	1692.66	899.17	1844.43	979.29

TABLA -3- (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES CALCULO DINAMICO-AESOLUTOS		PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.									
		+500AL		+125AL		+250AL		+375AL		+500AL	
LOSA 10	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2	EXTREMO 1 EXTREMO 2
M	.00	.00	1.14	1.64	1.40	2.03	1.45	2.11	1.98	2.87	
Q	.00	.00	.57	.57	.72	.72	.76	.76	1.02	1.02	
T	77.26	82.11	62.41	70.75	51.66	58.06	33.05	36.53	.00	.00	
P	.00	.00	17.62	13.64	21.96	16.49	22.75	16.83	31.05	23.32	
S	.00	.00	380.05	71.01	692.07	111.44	898.72	134.50	978.73	157.60	
LOSA 11											
M	.00	.00	1.64	.65	2.03	1.21	2.12	1.30	2.88	1.72	
Q	.00	.00	.79	.79	.93	.93	.93	.93	1.32	1.32	
T	82.11	76.67	70.74	66.47	58.76	54.35	36.53	33.96	.00	.00	
P	.00	.00	13.51	9.77	16.84	11.35	17.25	11.20	23.85	16.05	
S	.00	.00	70.59	351.50	111.25	516.81	134.59	653.44	157.33	730.88	
LOSA 12											
M	.00	.00	.65	.85	1.21	1.03	1.29	1.05	1.71	1.45	
Q	.00	.00	2.04	2.04	2.54	2.54	2.65	2.65	3.59	3.55	
T	76.91	57.28	66.50	49.55	54.38	42.51	33.98	25.29	.00	.00	
P	.00	.00	10.04	6.58	11.73	7.08	11.63	6.51	16.59	10.02	
S	.00	.00	331.78	644.60	517.20	1126.92	653.68	1437.68	731.43	1593.70	
LOSA 13											
M	.00	.00	.85	3.56	1.03	4.53	1.05	4.81	1.45	6.41	
Q	.00	.00	3.78	3.08	3.98	3.98	4.28	4.28	5.63	5.63	
T	57.42	22.54	49.66	19.72	6.60	16.22	25.36	10.25	.00	.00	
P	.00	.00	6.64	4.71	7.46	4.63	6.95	3.84	10.55	6.55	
S	.00	.00	644.88	1008.35	1127.31	1763.00	1438.12	2249.25	1594.26	2493.26	
LOSA 14											
M	.00	.00	4.53	1.56	5.71	1.86	6.02	1.50	8.07	2.65	
Q	.00	.00	5.21	5.21	6.71	6.71	7.18	7.18	9.48	9.48	
T	163.25	151.68	141.78	165.65	115.43	135.54	71.51	84.79	.00	.00	
P	.00	.00	6.22	.24	8.32	.24	9.16	.23	11.77	.37	
S	.00	.00	878.03	72.38	1514.01	128.61	1919.49	165.26	2141.13	181.89	
LOSA 15											
M	.00	.00	1.56	1.56	1.87	2.08	1.90	2.28	2.65	2.94	
Q	.00	.00	5.19	5.19	6.69	6.69	7.17	7.17	9.46	9.46	
T	151.62	154.84	165.59	133.59	135.49	109.49	84.77	68.72	.00	.00	
P	.00	.00	1.94	4.12	2.56	5.48	2.78	6.01	3.61	7.76	
S	.00	.00	72.54	1004.97	129.13	1758.49	166.06	2244.28	182.62	2486.87	
LOSA 16											
M	.00	.00	2.15	.37	2.60	.29	2.65	.18	3.68	.42	
Q	.00	.00	6.09	9.09	10.48	10.48	10.26	10.26	14.81	14.81	
T	176.85	115.74	153.02	100.34	125.05	81.84	78.04	50.89	.00	.00	
P	.00	.00	1.63	1.46	1.83	1.90	1.74	2.05	2.58	2.69	
S	.00	.00	1006.83	1463.78	1760.99	2552.42	2247.05	3252.47	2490.41	2609.66	
LOSA 17											
M	.00	.00	.38	.21	.33	.24	.22	.23	.46	.34	
Q	.00	.00	.51	.51	.57	.57	.53	.53	.80	.80	
T	115.93	62.18	170.47	53.81	81.98	43.96	51.00	27.42	.00	.00	
P	.00	.00	8.57	5.73	10.11	5.84	9.78	5.05	14.30	8.26	
S	.00	.00	1468.61	1436.40	2558.93	2515.10	3259.68	3210.50	3618.87	2556.85	
LOSA 19											
M	.00	.00	.21	.42	.24	.50	.23	.51	.33	.71	
Q	.00	.00	1.01	1.01	1.18	1.18	1.18	1.18	1.67	1.67	
T	62.35	9.45	53.54	7.84	44.05	6.68	27.52	4.51	.00	.00	
P	.00	.00	5.75	4.43	5.87	4.12	5.09	3.18	8.29	5.02	
S	.00	.00	1436.40	1424.07	2515.11	2498.04	3210.92	3191.70	3556.91	2536.76	

TABLA-3- (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO, ABSOLUTOS

PUNTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

	.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 19										
M	.00	.00	.42	1.54	.50	1.97	.50	2.11	.70	2.79
Q	.00	.00	1.79	1.79	2.36	2.36	2.58	2.58	3.34	3.34
T	9.65	44.85	8.00	38.69	6.82	31.71	4.61	19.90	.00	.00
P	.00	.00	4.43	4.91	4.12	4.86	3.15	4.07	5.83	6.87
S	.00	.00	1424.07	1431.25	2498.04	2507.39	3191.71	3201.75	3532.77	3545.98
LOSA 20										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	66.34	81.31	58.15	70.67	46.91	57.49	28.52	35.57	.00	.00
P	.00	.00	1.65	.36	2.23	.52	2.47	.60	3.15	.74
S	.00	.00	908.91	133.90	1561.44	208.35	1976.25	254.09	2208.21	294.66
LOSA 21										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	81.28	74.03	70.65	64.10	57.47	52.35	35.55	32.62	.00	.00
P	.00	.00	.49	1.66	.62	2.28	.65	2.56	.88	3.23
S	.00	.00	130.25	646.00	207.47	1143.78	253.10	1467.43	293.41	1617.54
LOSA 22										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	74.12	44.61	64.17	38.52	52.41	31.54	32.67	19.76	.00	.00
P	.00	.00	1.07	2.58	1.41	3.53	1.54	3.94	1.99	4.99
S	.00	.00	646.60	1427.67	1144.58	2502.57	1468.30	3196.47	1618.68	3535.16

TABLA-4-

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS
CÁLCULO DINÁMICO, ABSOLUTOS

		.000=L	.125=L	.250=L	.375=L	.500=L
ARISTA 1	DZ	.000	.217-03	.294-03	.326-03	.415-03
	DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
	DX	.689-02	.634-02	.487-02	.267-02	.231-02
	DG	.000	.855-04	.583-04	.917-04	.139-03
ARISTA 2	DZ	.000	.195-03	.266-03	.297-03	.376-03
	DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
	DX	.665-02	.630-02	.484-02	.265-02	.229-02
	DG	.000	.633-04	.858-04	.953-04	.121-03
ARISTA 3	DZ	.000	.173-03	.239-03	.269-03	.338-03
	DY	.000	.638-01	.117+00	.151+00	.165+00
	DX	.691-02	.635-02	.488-02	.268-02	.232-02
	DG	.000	.288-03	.367-03	.390-03	.519-03
ARISTA 4	DZ	.000	.152-03	.211-03	.239-03	.299-03
	DY	.000	.635-01	.116+00	.151+00	.164+00
	DX	.707-02	.649-02	.570-02	.275-02	.238-02
	DG	.000	.458-03	.583-03	.618-03	.824-03
ARISTA 5	DZ	.000	.129-03	.180-03	.203-03	.254-03
	DY	.000	.632-01	.116+00	.151+00	.164+00
	DX	.733-02	.671-02	.518-02	.286-02	.248-02
	DG	.000	.444-03	.568-03	.606-03	.804-03
ARISTA 6	DZ	.000	.101-03	.141-03	.160-03	.199-03
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.770-02	.704-02	.544-02	.302-02	.262-02
	DG	.000	.170-03	.170-03	.184-03	.241-03
ARISTA 7	DZ	.000	.673-04	.947-04	.108-03	.134-03
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.771-02	.705-02	.545-02	.302-02	.262-02
	DG	.000	.916-04	.115-03	.120-03	.162-03
ARISTA 8	DZ	.000	.342-04	.482-04	.549-04	.682-04
	DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.778-02	.712-02	.550-02	.305-02	.265-02
	DG	.000	.704-04	.939-04	.976-04	.129-03
ARISTA 9	DZ	.000	.070	.000	.000	.000
	DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.792-02	.723-02	.560-02	.311-02	.270-02
	DG	.000	.000	.000	.000	.000

TABLA-4- (Cont.)

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS
CÁLCULO DINÁMICO, ABSOLUTOS

		.000=L	.125=L	.250=L	.375=L	.500=L
ARISTA 10	DZ	.000	.264-03	.345-03	.382-03	.494-03
	DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
	DX	.369-02	.347-02	.261-02	.142-02	.123-02
	DG	.000	.501-04	.441-04	.313-04	.623-04
ARISTA 11	DZ	.000	.263-03	.346-03	.376-03	.490-03
	DY	.000	.639-01	.117+00	.152+00	.165+00
	DX	.579-03	.528-03	.410-03	.229-03	.200-03
	DG	.000	.254-03	.321-03	.340-03	.454-03
ARISTA 12	DZ	.000	.190-03	.252-03	.276-03	.357-03
	DY	.000	.636-01	.116+00	.151+00	.164+00
	DX	.257-02	.235-02	.182-02	.101-02	.874-09
	DG	.000	.510-03	.646-03	.683-03	.913-03
ARISTA 13	DZ	.000	.769-04	.107-03	.120-03	.151-03
	DY	.000	.632-01	.116+00	.151+00	.164+00
	DX	.574-02	.526-02	.476-02	.224-02	.194-02
	DG	.000	.520-03	.664-03	.708-03	.940-03
ARISTA 14	DZ	.000	.461-04	.680-04	.755-04	.961-04
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.663-03	.606-03	.468-03	.257-03	.222-03
	DG	.000	.740-04	.100-03	.111-03	.141-03
ARISTA 15	DZ	.000	.117-04	.177-04	.209-04	.250-04
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.900-02	.825-02	.636-02	.351-02	.304-02
	DG	.000	.730-04	.101-03	.114-03	.143-03
ARISTA 16	DZ	.000	.142-04	.145-04	.126-04	.206-04
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.130-01	.119-01	.921-02	.539-02	.441-02
	DG	.000	.707-04	.981-04	.111-03	.139-03
ARISTA 17	DZ	.000	.813-05	.790-05	.647-05	.112-04
	DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.125-01	.118-01	.909-02	.501-02	.404-02
	DG	.000	.940-04	.118-03	.125-03	.167-03
ARISTA 18	DZ	.000	.389-05	.374-05	.302-05	.525-05
	DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
	DX	.128-01	.117-01	.904-02	.498-02	.431-02
	DG	.000	.845-04	.107-03	.113-03	.151-03

TABLA-4- (Cont.)

COEFICIENTES EN LAS ARISTAS CÁLCULO DINÁMICO, ABSOLUTOS		PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.				
		.600*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 19	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.628-01	.115-00	.150-00	.163-00
	DX	.101-02	.910-03	.714-03	.405-03	.360-05
	DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 20	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.628-01	.115-00	.150-00	.163-00
	DX	.589-02	.541-02	.417-02	.229-02	.198-08
	DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 21	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.628-01	.115-00	.150-00	.163-00
	DX	.128-01	.118-01	.907-02	.500-02	.433-08
	DG	.000	.000	.000	.000	.000

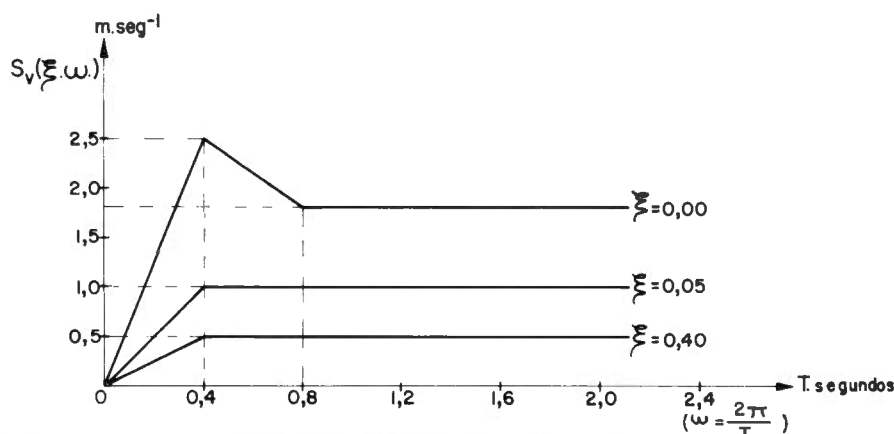


Figura 8 Espectro de respuesta de la pseudovelocity.

Todos estos resultados pueden ser tratados y combinados con otros resultados producidos por acciones estáticas. Como se comprende el cálculo dinámico mediante espectros de respuesta, sólo exige el conocimiento de un análisis modal (frecuencias y modos de vibración importantes), siendo, por lo tanto, extraordinariamente menos laborioso, que un estudio de la respuesta temporal.

18. Si bien el análisis dinámico lineal representa muchas veces una primera aproximación a la fenomenología más compleja del comportamiento de una estructura sometida a acciones dinámicas, su conocimiento y realización, en muchos casos, lleva cierta luz sobre la importancia de los distintos parámetros que intervienen en el análisis. Efectos de no linealidad del material (si la intensidad de las acciones es elevada), ductilidad estructural y detalles constructivos (juntas, aparatos de apoyo, etc.) juegan un papel fundamental en una situación real, que no deben ser olvidados en un cálculo final. En su simulación, a veces, se utilizan, de modo iterativo, estos cálculos dinámicos lineales.

19. La comparación del método aquí presentado de análisis dinámico de tableros de puentes con otros más generales en su campo de aplicación, ejemplo elementos finitos, debe realizarse en el contexto de una eficiencia computacional, lo que aconseja frecuentemente, dentro de su amplio rango de validez, la utilización del método de la lámina plegada.

REFERENCIAS

1. A. Samartín "Cálculo dinámico en la Ingeniería Civil". Capítulo 4: Sistemas con N grados de libertad. C.P.P.E. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos 1974.
2. A. Scordelis. "Analysis of Simply Supported Box Girder Bridges", Structural Engineering and Structural Mechanics. Report N° 66-17, Universidad de California, Berkeley, Oct. 1966.
3. A. Samartín, J. Martínez "A Survey on Folded Plate Structures". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Coloquio de Madrid. Sept.-Oct. 1969.
4. A. de Fries-Skene y A. Scordelis "Direct Stiffness Solution of Folded Plates". Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 90, n° ST4. Agosto 1964.
5. F. Del Pozo y A. Samartín "Non Prismatic Folded Plate Structure". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Simposio de Udine. Sept. 1974.
6. J. Manterola. "Análisis de tableros de puentes por métodos armónicos". Instituto Eduardo Torroja. Monografía n° 343. Julio de 1977.
7. A. Samartín y J. Martínez "Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes". Rev. Hormigón y Acero. Asociación Técnica Española del Pretensado, n° 113, 1974.
8. J.D. Gomes de Oliveira. "Dynamic Analysis of Translational Shells". Ph D Thesis in the Faculty of Engineering of the University of London, Imperial College of Science and Technology, Junio 1972.
9. A. Samartín y J. Martínez "Dynamic Analysis of Translational Shells". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Conferencia de Alma-Ata. URSS. Sept. 1977.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.